VISIT…

LANZAROTE Caliente.com

5. Calculul structurilor la acțiunea seismică

5.1. *Introducere*

Metodele specifice de analiză a răspunsului structurilor la acțiunea seismică şi comportarea structurilor în domeniul inelastic în timpul unor cutremure majore impun cerințe de proiectare specifice în cazul acțiunii seismice. Începând cu 1 ianuarie 2007, În România va intra în vigoare normativul P100-1/2006 "Cod de proiectare seismică P100 – Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri". P100-1/2006 se bazează în mare parte pe norma europeană de proiectare antiseismică Eurocode 8.

Acest capitol cuprinde aspecte privind calculul structurilor inginereşti la acțiunea seismică, bazate în mare măsură pe prevederile P100-1/2006.

Prevederile P100-1/2006 conțin declarativ două cerințe fundamentale (sau nivele de performanță):

- De siguranță a vieții. Nivelul acțiunii seismice asociat acestui nivel de performanță corespunde unui cutremur cu intervalul mediu de recurență (IMR) de100 ani. Este de remarcat că în prezent majoritatea normelor antiseismice folosesc un cutremur cu IMR=475 ani pentru nivelul de performanță de siguranță a vieții. Este de aşteptat ca următoarea ediție a normativului antiseismic românesc să adopte aceiaşi valoare a intervalului mediu de recurență.
- De limitare a degradărilor. Nivelul acțiunii seismice asociat acestui nivel de performanță corespunde unui cutremur cu IMR=30 ani. Pentru comparație, Eurocode 8 (2003) prevede un cutremur cu IMR=95 ani pentru nivelul de performanță de limitare a degradărilor.

Se remarcă faptul că obiectivul principal al acestui normativ este normativ este protejarea vieții. Cu toate că printre obiectivele normei se numără şi limitarea pagubelor materiale, este de menționat faptul că prevederile acesteia nu elimină complet degradarea structurilor în cazul unor evenimente seismice majore. Construcțiile cu risc înalt pentru populație, cum sunt centralele nucleare, nu intră în domeniul de aplicare al normativului P100-1/2006.

Îndeplinirea prin calcul a celor două cerințe fundamentale (de siguranță a vieții şi de limitare a degradărilor) se realizează verificând structurile la două stări limită:

- Stări limită ultime (SLU), asociate colapsului structural şi a altor forme de degradare structurală care pot punea viața oamenilor în pericol. Verificarea la SLU implică asigurarea de către proiectant a unui echilibru între rezistența şi ductilitatea structurii.
- Stări limită de serviciu (SLS), asociate cu apariția unor degradări, dincolo de care nu mai sunt îndeplinite cerințe specifice de exploatare. Poate fi necesar limitarea atât a degradărilor structurale, cât şi a celor nestructurale. În general verificarea la SLS implică limitarea deplasărilor relative de nivel, pentru asigurarea protecției elementelor nestructurale, echipamentelor, etc.

5.2. *Acțiunea seismică*

5.2.1. Spectrul elastic

Teritoriul României este împărțit în zone seismice funcție de hazardul seismic local, care este considerat în mod simplificat a fi constant în fiecare zonă seismică. Hazardul seismic pentru proiectare este descris de valoarea de vârf a accelerației orizontale a terenului a_g determinată pentru intervalul mediu de recurență de referință (IMR) corespunzător stării limită ultime. Pentru centre urbane importante şi pentru construcții de importanța specială se recomandă evaluarea locală a hazardului seismic pe baza datelor seismice instrumentale şi a studiilor specifice pentru amplasamentul considerat.

Zonarea accelerației de vârf a terenului pentru proiectare a_g în România, pentru evenimente seismice având intervalul mediu de recurență IMR = 100 ani, este prezentată în Figura 5.1. Aceste valori ale a_g se folosesc pentru proiectarea construcțiilor la starea limită ultimă.

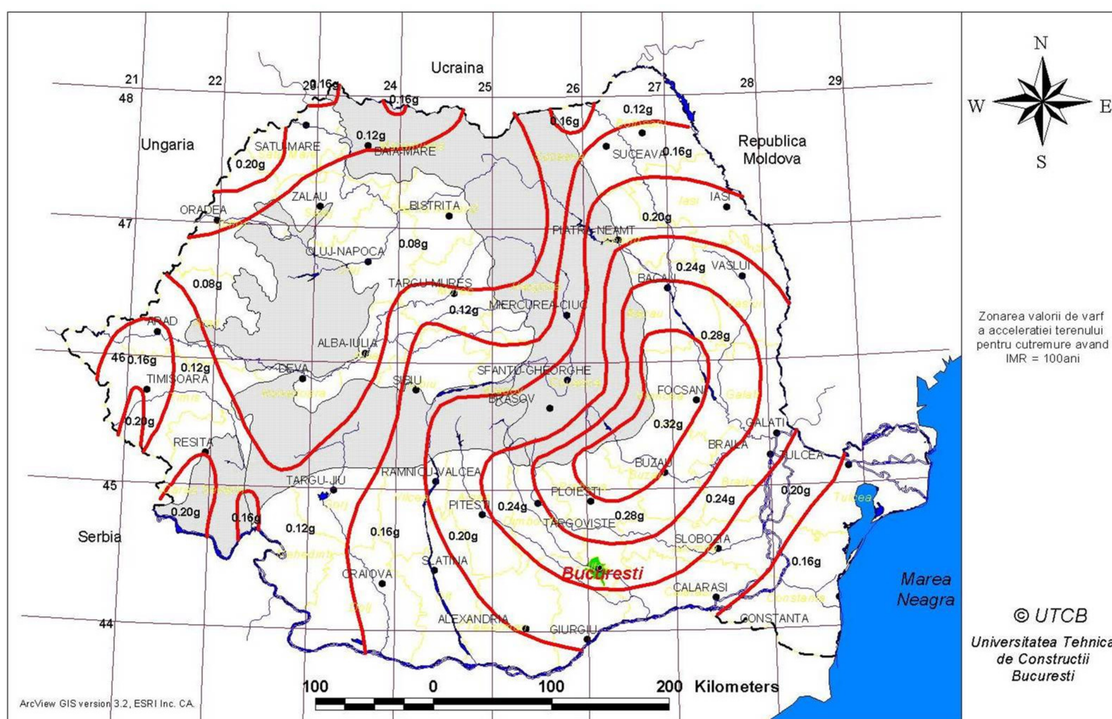


Figura 5.1. Zonarea teritoriului României în termeni de valori de vârf ale accelerației terenului pentru proiectare a_g pentru cutremure având IMR = 100 ani (P100-1/2006).

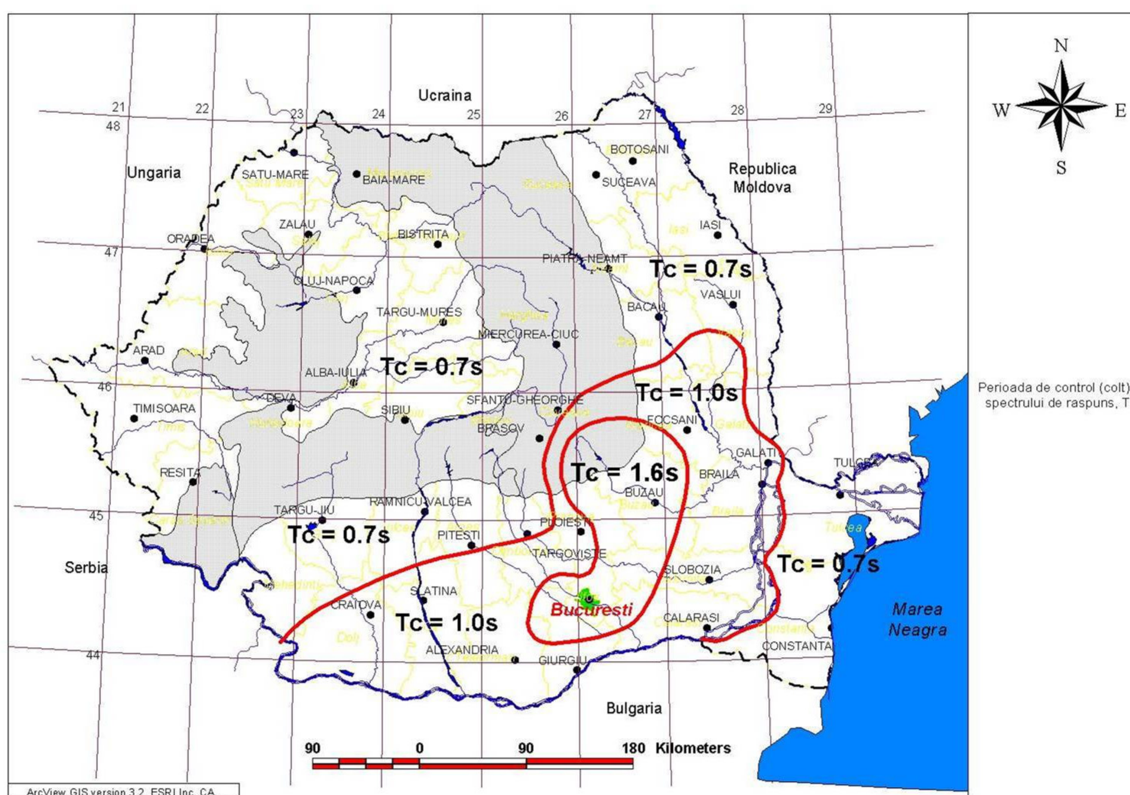


Figura 5.2. Zonarea teritoriului României în termeni de perioadă de control T_C a spectrului de răspuns (P100-1/2006).

Mişcarea seismică într-un punct pe suprafața terenului este descrisă prin spectre de răspuns elastic ale pseudo-accelerației: două componente orizontale şi una verticală. Componentele orizontale ale mişcării seismice sunt considerate independente, fiind descrise de acelaşi spectru.

Condițiile locale de teren afectează forma spectrelor elastice de răspuns (vezi capitolul 3.7.3) şi modifică atât amplificarea accelerației de vârf a terenului, cât şi conținutul de frecvențe al mişcării seismice (prin perioadele de control T_B, T_C şi T_D). Normativul P100-1/2006 reflectă doar cel de-al doilea aspect, specificând trei valori ale perioadei de control T_C pe o hartă de zonare macroseismică (vezi Figura 5.2). Unei valori ale perioadei de control T_C îi corespund o pereche de valori T_B şi T_D conform cu Tabelul 5.1. Perioada de control T_C a spectrului de răspuns reprezintă limita dintre zona de pseudo-accelerație constantă şi zona de pseudo-viteză constantă. În mod similar, perioada de control T_D reprezintă limita dintre zona de pseudo-viteză constantă şi zona de deplasare constantă.

Tabelul 5.1. Perioadele de control T_B, T_C şi T_D ale spectrului de răspuns pentru componentele orizontale ale mişcării seismice (P100-1/2006).

Interval mediu de recurență a magnitudinii cutremurului	Valori ale perioadelor de control			
IMR = 100ani, pentru SLU	T_B, s	0.07	0.10	0.16
	T_C, s	0.7	1.0	1.6
	T_D, s	3.0	3.0	2.0

Spectrul de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale pseudo-accelerației terenului în amplasament $S_e(T)$, exprimat in m/s^2, este definit astfel:

$$S_e(T) = a_g \beta(T) \tag{5.1}$$

unde valoarea a_g este accelerația de vârf a terenului, exprimată în m/s^2, iar $\beta(T)$ este spectrul de răspuns elastic normalizat la valoarea de vârf a accelerației terenului.

Forma normalizată a spectrelor de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului, $\beta(T)$, pentru fracțiunea din amortizarea critică ζ =0.05 este dată de relațiile (vezi Figura 5.3):

$$0 \le T \le T_B: \qquad \beta\,(\mathrm{T}) = 1 + \frac{(\beta_0 - 1)}{\mathrm{T_B}}\,\mathrm{T} \tag{5.2}$$

$$T_B < T \le T_C: \qquad \beta\,(\mathrm{T}) = \beta_0 \tag{5.3}$$

$$T_C < T \le T_D: \qquad \beta\,(\mathrm{T}) = \beta_0 \frac{T_C}{T} \tag{5.4}$$

$$T > T_D: \qquad \beta\,(\mathrm{T}) = \beta_0 \frac{T_C T_D}{T^2} \tag{5.5}$$

unde: β_0 - factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației orizontale a terenului de către structură; T - perioada proprie de vibrație a unui sistem SGLD cu răspuns elastic.

Componenta verticală a mişcării seismice într-un amplasament este dată de relații similare (5.1) - (5.5). Accelerația de vârf verticală a terenului se consideră în mod aproximativ egală cu 70% din valoarea accelerației de vârf orizontale, iar perioadele de control T_B şi T_C pentru componenta verticală a mişcării seismice sunt mai mici decât cele ale componentei orizontale.

Alternativ spectrului de răspuns elastic al pseudo-accelerației, mişcarea seismică poate fi definită prin variația în timp a accelerației terenului (accelerograme). Pentru modele structurale spațiale, sunt necesare trei accelerograme: două pentru componentele orizontale ale mişcării seismice şi una pentru componenta verticală. Accelerogramele pot fi înregistrate în timpul unor evenimente seismice anterioare, sau pot fi accelerograme artificiale, generate pe baza spectrului elastic de răspuns. În ambele cazuri sunt necesare minim trei seturi de accelerograme. Accelerogramele trebuie să fie reprezentative pentru amplasamentul dat, din punct de vedere al caracteristicilor surselor seismice, distanței sursă-amplasament şi condițiilor de teren din amplasament. Conținutul de frecvență al accelerogramelor trebuie să fie compatibil cu mişcarea seismică din amplasament, iar accelerogramele trebuie scalate astfel încât media aritmetică a accelerațiilor de vârf ale accelerogramelor să nu fie mai mică decât valoarea a_g din amplasament.

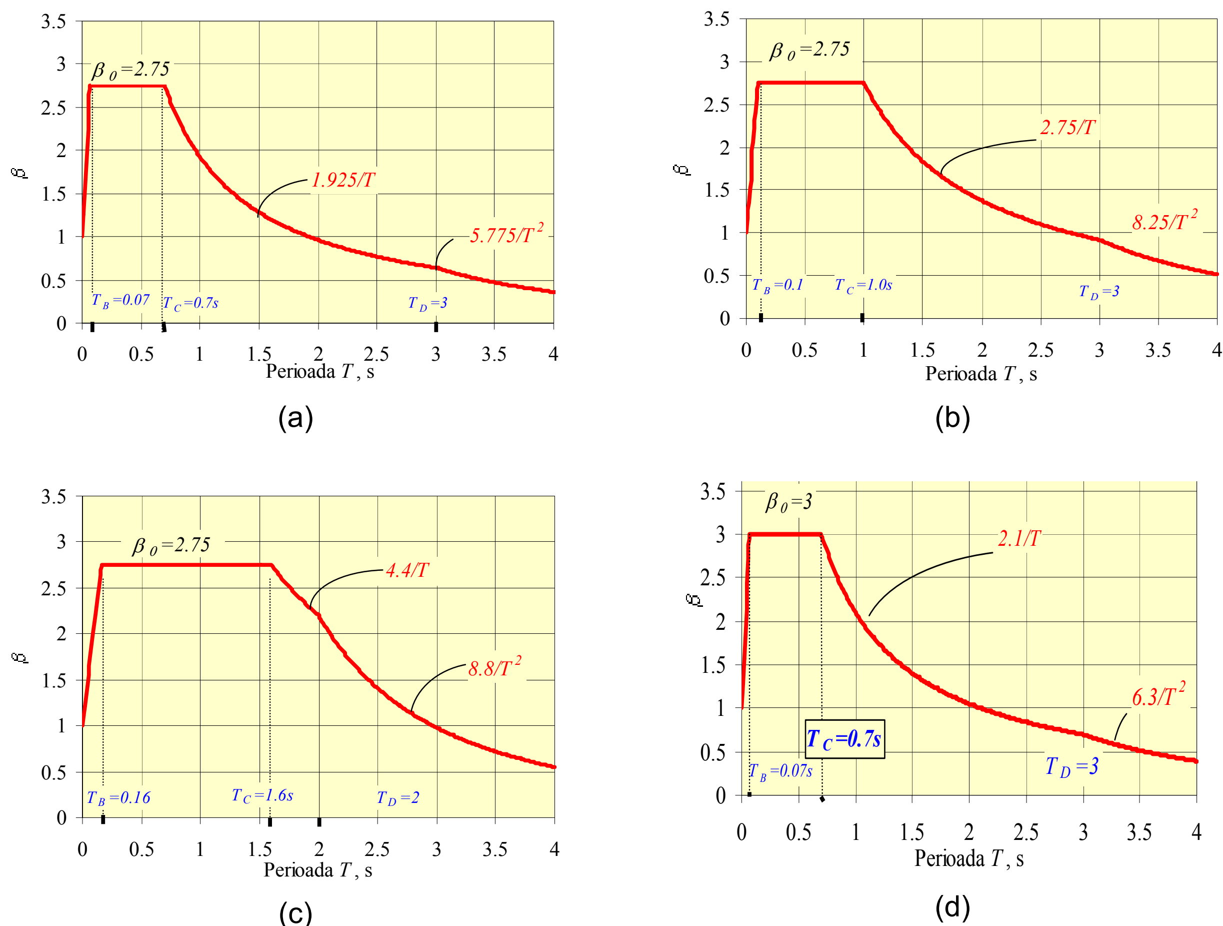


Figura 5.3. Spectre normalizate de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale mişcării seismice, în zonele caracterizate prin perioadele de control: T_C = 0.7 (a), T_C = 1.0 (b) şi T_C = 1.6s (c), precum şi pentru surse crustale în Banat caracterizate de a_g = 0.20g şi a_g = 0.16g (P100-1/2006).

Tabelul 5.2. Tipuri de teren conform Eurocode 8, 2003.

tip teren	descrierea profilului stratigrafic	$v_{s,30}$, m/s
A	Rocă şi alte formaţiuni geologice similare, cu un strat de material mai slab la suprafaţă de maxim 5 m grosime	>800
B	Nisipuri sau pietrişuri foarte dense, sau argile foarte rigide, cu grosimea de cel puţin câteva zeci de metri, caracterizate de o creştere graduală a proprietăţilor fizice cu adâncimea	360-800
C	Nisipuri sau pietrişuri cu densitatea normală şi medie, sau argile rigide, cu grosimea de la câteva zeci la sute de metri	180-360
D	Depuneri de teren cu coeziune medie şi mică (cu sau fără câteva straturi de sol coeziv) sau de teren predominant coeziv moale către ferm	<180
E	Un profil format din depuneri aluvionare de suprafaţă cu valori $v_{s,30}$ de tipul C sau D cu grosimea între 5 şi 20 de m, urmat de teren mai rigid cu $v_{s,30}$>800 m/s	
S_1	Depozite alcătuite din argile/aluviuni moi cu un indice plastic ridicat (PI>40) şi conţinut ridicat de apă	<100 (indicativ)
S_2	Depuneri de terenuri lichefiabile, de argile susceptibile la lichefiere sau orice alt teren care nu este inclus în categoriile de mai sus	

În Eurocode 8 (2003) spectrul de răspuns elastic normalizat este definit de relaţii similare cu (5.1) - (5.5), însă, spre deosebire de P100-1/2006, norma europeană specifică două tipuri de spectre (tip 1 şi tip 2) funcţie de magnitudinea sursei seismice. În plus, în Eurocode 8 (2003) perioadele de

control T_B, T_C şi T_D sunt specificate funcţie condiţiile locale de teren pentru amplasamentul structurii şi nu la nivel macroseismic, iar factorul de amplificare dinamică maximă β_0 variază funcţie de tipul terenului. Clasificarea Eurocode foloseşte cinci categorii de teren: A, B, C, D şi E, caracterizate de profilul stratigrafic şi de viteza medie a undelor de forfecare în primii 30 de metri $v_{s,30}$, precum şi două categorii speciale S_1 şi S_2, care necesită studii de la caz la caz (vezi Figura 5.4 şi Tabelul 5.2).

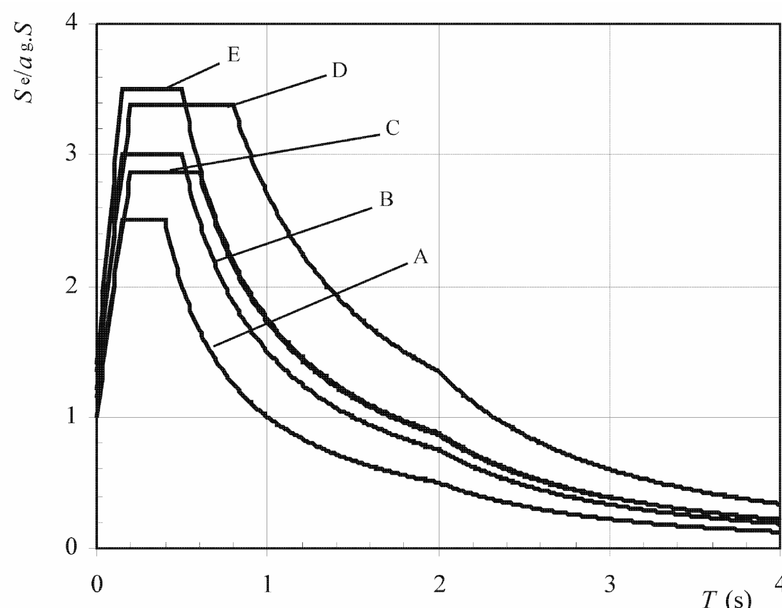


Figura 5.4. Spectre normalizate de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale mişcării seismice conform Eurocode 8 (2003), pentru diferite tipuri de teren.

5.2.2. Spectrul de proiectare pentru analiza elastică

Factorii de reducere a forţelor seismice (factorul *q* în P100-1/2006 şi Eurocode 8) sunt folosiţi pe larg în normele de proiectare antiseismică pentru reducerea forţelor seismice elastice la cele de calcul. Raţiunea pentru proiectarea structurilor la o fracţiune din forţa necesară unui răspuns elastic al structurii decurge din observaţia că majoritatea structurilor sunt capabile să supraveţuiască un seism major (fără colapsul structurii, dar cu degradări structurale importante), datorită capacităţii de disipare a energiei prin deformaţii în domeniul plastic şi a suprarezistenţei. Acceptarea unor distrugeri în structură în cazul unui cutremur major este o problemă de natură economică. Factorii de reducere din norme sunt în mare parte empirici, bazându-se pe observaţii ale performanţei diverselor tipuri structurale la cutremurele trecute (Fischinger şi Fajfar, 1994) şi sunt folosiţi în cadrul metodei de analize elastice echivalente, încercând să aproximeze forţele minime care pot fi folosite la proiectare astfel ca să se asigure un răspuns satisfăcător al structurii în domeniul plastic (Eurocode 8, 2003).

Utilizarea unui singur factor de reducere a forţelor seismice, aşa cum o fac majoritatea normelor este comodă pentru proiectare. Însă, diferenţierea şi cuantificarea factorilor responsabili de reducerea forţelor seismice este utilă pentru înţelegerea mai bună a răspunsului seismic al structurii. În Figura 5.5 este prezentată o relaţie tipică dintre forţa tăietoare de bază şi deplasarea la vârf a unei structuri. Pentru simplificarea răspunsului neliniar al structurii se adoptă adeseori o idealizare biliniară. Pe baza acesteia se poate defini ductilitatea globală a structurii:

$$\mu = \delta_u / \delta_y \tag{5.6}$$

unde δ_u este deplasarea ultimă a sistemului, iar δ_y este deplasarea corespunzătoare curgerii globale. Se mai definesc următorii termeni folosiţi în continuare: V_e - forţa corespunzătoare unui răspuns infinit elastic; V_y - forţa de curgere a sistemului; V_1 – forţa tăietoare la bază la formarea primei articulaţii plastice; V_d - forţa tăietoare la bază de calcul.

Factorul de reducere al forțelor seismice datorat ductilității structurii a fost studiat pe larg pentru sisteme cu un singur grad de libertate dinamică, şi poate fi definit ca (Bruneau şi colab., 1998; Fischinger şi Fajfar, 1994):

$$q_{\mu} = V_e / V_y \tag{5.7}$$

Majoritatea structurilor posedă o rezistență mai mare decât cea de calcul, aceasta fiind definită ca şi suprarezistență. Un factor important care contribuie la suprarezistența structurii este capacitatea de redistribuție plastică a eforturilor în structuri ductile static nedeterminate, datorită plastificării succesive a zonelor disipative. Alte cauze ale suprarezistenței includ:

- dimensionarea structurii din alte condiții decât rezistența la cutremur (rezistență în gruparea fundamentală de încărcări sau limitarea deplasărilor relative de nivel la starea limită de serviciu seismică)
- evitarea unei variații prea mari a numărului de secțiuni pentru a uniformiza şi simplifica procesele de proiectare şi execuție
- o rezistență reală a materialelor mai mare decât cea nominală (caracteristică), etc.

Suprarezistența structurii poate fi exprimată ca (Fischinger şi Fajfar, 1994):

$$q_S = V_y / V_d \tag{5.8}$$

Recunoscând importanța capacității de redistribuție plastică a eforturilor (sau redundanței) asupra răspunsului seismic al structurii, cât şi diferența fenomenologică dintre redundanță şi ceilalți factori care contribuie la suprarezistența q_S, aceasta din urmă poate fi exprimată ca şi produsul a doi factori:

$$q_S = q_R \cdot q_{Sd} \tag{5.9}$$

unde q_R este redundanța, sau capacitatea de redistribuție plastică a eforturilor:

$$q_R = V_y / V_1 \tag{5.10}$$

şi q_{Sd} este suprarezistența de proiectare:

$$q_{Sd} = V_1 / V_d \tag{5.11}$$

Factorul total de reducere, folosit în proiectare, este astfel dat de:

$$q = q_{\mu} \cdot q_S = q_{\mu} \cdot q_{Sd} \cdot q_R \tag{5.12}$$

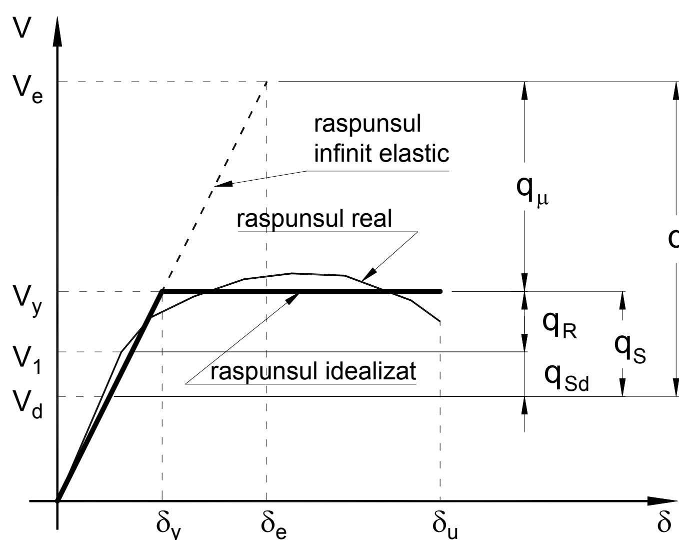


Figura 5.5. Definiția factorilor de reducere ai forțelor seismice.

Factorul de reducere datorat ductilității q_{μ} variază în funcție de perioadă şi tipul mişcării seismice, şi poate fi considerat aproximativ constant şi egal cu ductilitatea μ în domeniul de viteze şi

deplasări spectrale constante ($q_\mu=\mu$ pentru $T>T_C$). Suprarezistența q_S este mai mare la structurile cu perioada fundamentală de vibrație mică. În Figura 5.6 sunt prezentate nişte relații calitative între factorilor q_μ şi q_S şi perioada T. Aceste relații justifică de cele mai multe ori folosirea unui singur factor de reducere a forțelor seismice în proiectare, independent de perioada structurii. Cu toate acestea, există situații, de exemplu în cazul unor mişcări seismice cu perioada de control T_C mare, pentru care trebuie folosiți factori de reducere datorat ductilității, mai mici decât cei folosiți în mod curent pentru mişcări seismice cu perioada de control mică.

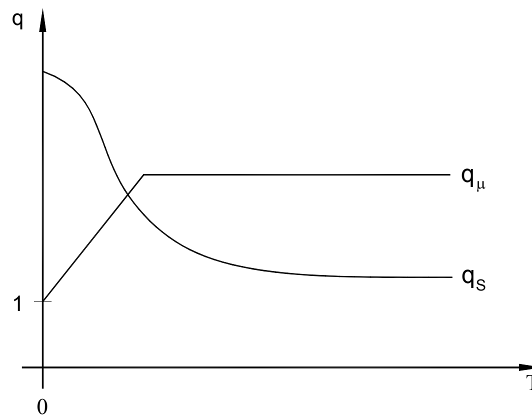


Figura 5.6. Relație calitativă tipică între factorii de reducere q_μ şi q_S şi perioada T, (Fischinger şi Fajfar, 1994).

Spectrul de proiectare al pseudo-accelerației $S_d(T)$, exprimat in m/s^2, este un spectru de răspuns inelastic definit de următoarele relații:

$$0 \le T \le T_B: \qquad S_d(T) = a_g \left[1 + \frac{\frac{\beta_0}{q} - 1}{T_B} T \right] \tag{5.13}$$

$$T > T_B: \qquad S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q} \tag{5.14}$$

Conform prevederilor P100-1/2006, valorile factorul de comportare q diferă funcție de tipul materialului, sistemul structural şi regularitatea structurii.

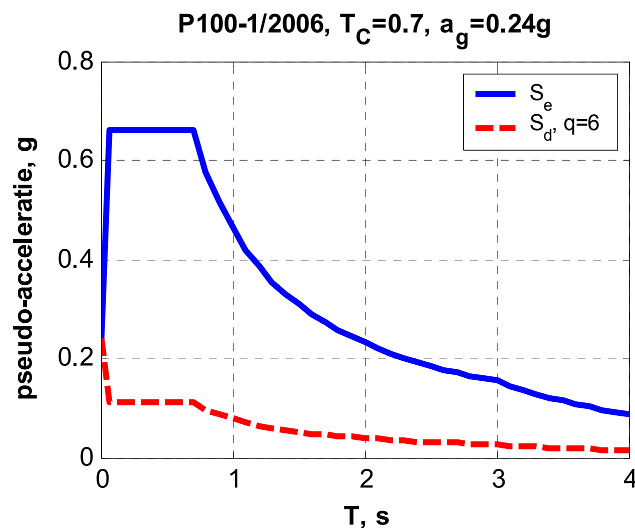


Figura 5.7. Comparație între un spectru elastic al pseudo-accelerației şi un spectru de proiectare (q=6), P100-1/2006.

După cum se poate observa din Figura 5.7 şi relaţiile (5.13) şi (5.14), spectrul de calcul se obţine din spectrul elastic prin reducerea acestuia cu factorul de comportare *q*, pentru valori ale perioadei $T>T_B$. Pentru perioade $T<T_B$, spectrul de proiectare este determinat pe baza unui factor de comportare redus faţă de valoarea de bază *q*, acesta atingând valoarea q=1 pentru T=0. Acest model recunoaşte faptul că structurile foarte rigide au cerinţe foarte ridicate de ductilitate, acestea necesitând o proiectare în domeniul elastic (vezi şi capitolul 3.6.3).

5.3. Metode de calcul elastic

În proiectarea structurilor la acţiunea seismică se pot folosi mai multe metode de analiză structurală. În general se foloseşte un calcul liniar elastic, fiind posibile două alternative:

- metoda de calcul cu forţe laterale (metoda forţelor statice echivalente)
- metoda de calcul modal cu spectre de răspuns (calcul spectral)

5.3.1. Metoda de calcul cu forţe laterale

"Această metodă se poate aplica la construcţiile care pot fi calculate prin considerarea a două modele plane pe direcţii ortogonale şi al căror răspuns seismic total nu este influenţat semnificativ de modurile proprii superioare de vibraţie. În acest caz, modul propriu fundamental de translaţie are contribuţia predominantă în răspunsul seismic total." Aceste cerinţe pot fi considerate satisfăcute de structurile care au perioada proprie de vibraţie fundamentală $T \leq 1.5$ sec şi sunt regulate pe verticală.

"Forţa tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental, pentru fiecare direcţie orizontală principală considerată în calculul clădirii, se determină după cum urmează":

$$F_b = S_d\left(T_1\right) m \lambda \qquad (5.15)$$

unde:

$S_d\left(T_1\right)$ ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_1

T_1 perioada proprie fundamentală de vibraţie a clădirii în planul ce conţine direcţia orizontală considerată

m masa totală a clădirii

λ factor de corecţie care ţine seama de contribuţia modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia, ale cărui valori sunt:

$\lambda = 0.85$ dacă $T_1 \leq T_C$ şi clădirea are mai mult de două niveluri şi

$\lambda = 1.0$ în celelalte situaţii.

"Efectele acţiunii seismice se determină prin aplicarea forţelor seismice orizontale asociate nivelurilor cu masele m_i pentru fiecare din cele două modele plane de calcul. Forţa seismică care acţionează la nivelul i se calculează cu relaţia":

$$F_i = F_b \frac{m_i s_i}{\sum_{i=1}^{n} m_i s_i} \qquad (5.16)$$

unde

F_i forţa seismică orizontală static echivalentă de la nivelul i

F_b forţa tăietoare de bază corespunzătoare modului fundamental,

s_i componenta formei fundamentale pe direcţia gradului de libertate dinamică de translaţie la nivelul i

n numărul de niveluri al clădirii

m_i masa de nivel

"Forma proprie fundamentală poate fi aproximată printr-o variaţie liniară crescătoare pe înălţime. În acest caz forţele orizontale de nivel sunt date de relaţia":

$$F_i = F_b \frac{m_i z_i}{\sum_{i=1}^{n} m_i z_i} \qquad (5.17)$$

unde

z_i reprezintă înălţimea nivelului i faţă de baza construcţiei considerată in model.

"Forţele seismice orizontale se aplică sistemelor structurale ca forţe laterale la nivelul fiecărui planşeu considerat indeformabil în planul său." În Figura 5.8 sunt prezentate schematic forţele orizontale de nivel din metoda forţelor laterale. De menţionat că distribuţia "invers triunghiulară" a forţelor laterale (proporţionale cu înălţimea) se aplică modului propriu de vibraţie. Forţele laterale fiind proporţionale cu masa de la nivelul i, forţele laterale vor avea această distribuţie doar în cazul în care masele de nivel sunt egale între ele.

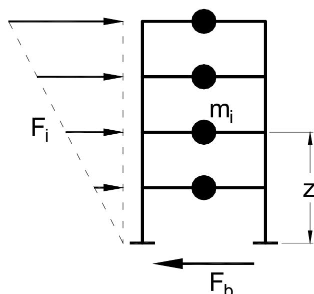


Figura 5.8. Reprezentare schematică a forţelor orizontale de nivel folosite în metoda de calcul cu forţe laterale.

"Pentru proiectarea preliminară a clădirilor cu înălţimi până la 40 m, se poate utiliza următoarea formulă simplificată pentru estimarea perioadei fundamentale de translaţie":

$$T_1 = C_t H^{3/4} \tag{5.18}$$

unde :

T_1 este perioada fundamentală a clădirii, în secunde.

C_t este un coeficient ale cărui valori sunt funcţie de tipul structurii, după cum urmează :

$C_t = 0.085$ pentru cadre spaţiale din oţel,

$C_t = 0.075$ pentru cadre spaţiale din beton armat sau din oţel cu contravântuiri excentrice,

$C_t = 0.05$ pentru celelalte tipuri de structuri.

H înălţimea clădirii, în metri, măsurată de la nivelul fundaţiei sau de la extremitatea superioară a infrastructurii rigide.

5.3.2. Metoda de calcul modal cu spectre de răspuns

Metoda de calcul modal cu spectre de răspuns definită în P100-1/2006 este aceiaşi cu analiza spectrală descrisă în capitolul 4.3.3. "Această metodă de calcul se aplică clădirilor care nu îndeplinesc condiţiile specificate pentru utilizarea metodei simplificate cu forţe laterale static echivalente."

În calcul se vor considera modurile proprii cu o contribuţie semnificativă la răspunsul seismic total. Această condiţie este îndeplinită dacă:

- suma maselor modale efective pentru modurile proprii considerate reprezintă cel puţin 90% din masa totală a structurii,
- au fost considerate în calcul toate modurile proprii cu masă modală efectivă mai mare de 5% din masa totală.

"În cazul modelelor spaţiale, condiţia de mai sus se va verifica pentru fiecare direcţie de calcul."

"În cazul în care condiţiile anterioare nu pot fi satisfăcute (spre exemplu, la clădirile cu o contribuţie semnificativă a modurilor de torsiune), numărul minim r de moduri proprii ce trebuie incluse într-un calcul spaţial trebuie să satisfacă următoarele condiţii:

$$r \geq 3\sqrt{n} \quad \text{şi} \quad T_r \leq 0,05 T_c \tag{5.19}$$

unde:

r numărul minim de moduri proprii care trebuie considerate

n numărul de niveluri deasupra terenului

T_r perioada proprie de vibrație a ultimului mod de vibrație considerat r

Metodele de combinare a răspunsurilor modale sunt cele amintite în capitolul 4.3.3. "Răspunsurile modale pentru două moduri proprii de vibrație consecutive, k si $k+1$ sunt considerate independente dacă perioadele proprii de vibrație T_k şi T_{k+1} (în care $T_{k+1} \leq T_k$) satisfac următoarea condiție:"

$$T_{k+1} \leq 0.9T_k \tag{5.20}$$

Pentru două moduri proprii de vibrație independente se poate folosi metoda de combinare radical din suma pătratelor. În caz contrar se vor folosi metoda de combinare folosind suma valorilor absolute sau combinarea pătratică completă (vezi capitolul 4.3.3).